

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA



DISEÑO DE COLUMNAS CUADRADAS CON ARREGLO
CIRCULAR DE REFUERZO LONGITUDINAL

TESIS

PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA

FACULTAD DE INGENIERIA

POR

MAYRA REBECA GARCIA SORIA

AL CONFERIRSELE EL TITULO DE

INGENIERA CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 1995

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

08
T(3603)
C.4

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de tesis titulado:

DISEÑO DE COLUMNAS CUADRADAS CON ARREGLO CIRCULAR DE REFUERZO LONGITUDINAL

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de INGENIERIA CIVIL, con fecha 25 de agosto de 1,994.

f. 
Mayra Rebeca García

RECEBIDO EN LA SECRETARIA DE LA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
EL 25 DE AGOSTO DE 1994

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA



MIEMBROS DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO: Ing. Julio Ismael González Podszueck
VOCAL 1: Ing. Miguel Angel Sánchez Guerra
VOCAL 2: Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano
VOCAL 3: Ing. Juan Adolfo Echeverría Méndez
VOCAL 4: Br. Fernando Waldemar de León Contreras
VOCAL 5: Br. Pedro Ignacio Escalante Pastor
SECRETARIO: Ing. Francisco Javier González López

TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN
GENERAL PRIVADO

DECANO: Ing. Julio Ismael González Podszueck
EXAMINADOR: Ing. Edgar Daniel de León Maldonado
EXAMINADOR: Ing. Oscar Enrique Flores Sandoval
EXAMINADOR: Ing. Tomás Mascoso Caminade
SECRETARIO: Ing. Francisco Javier González López

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

Guatemala, 29 de septiembre de 1,995.

Ing.
Ricardo Ibarra M.
Jefe del Depto. de Estructuras
Facultad de Ingenieria
Universidad de San Carlos
Presente.

Apreciable Ing.

Por medio de la presente me permito informarle, que he revisado el trabajo de tesis de la alumna: MAYRA REBECA GARCIA SORIA; carnet No. 83-17417; titulado "DISEÑO DE COLUMNAS CUADRADAS CON ARREGLO CIRCULAR DE REFUERZO LONGITUDINAL". Previo a optar el título de Ingeniera Civil, habiéndolo encontrado completamente satisfactorio.

Sin otro particular quedo de Ud. como su atento y seguro servidor,

Atentamente,



Ing. Jack Douglas Ibarra S.
Asesor de tesis

JDI/mgds.

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"



FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria. zona 12
Guatemala, Centroamérica

Guatemala, octubre 12 de 1995

Ingeniero
Jack Douglas Ibarra,
Director de la Escuela
de Ingeniería Civil,
Facultad de Ingeniería,
U S A C.

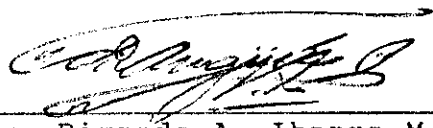
Señor Director

Por medio de la presente informo a usted, que he revisado el trabajo de tesis titulado DISEÑO DE COLUMNAS CUADRADAS CON ARREGLO CIRCULAR DE REFUERZO LONGITUDINAL, elaborado por la estudiante universitaria Mayra Rebeca García Soria, y asesorado por su persona.

Habiendo determinado que dicho trabajo cumple con lo establecido, y que será de mucha utilidad para estudiantes y profesionales de la ingeniería civil, el suscrito le da su aprobación.

Sin otro particular, me suscribo de usted,

Atentamente,


Ing. Ricardo A. Ibarra M.
Jefe del Departamento de Estructuras

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

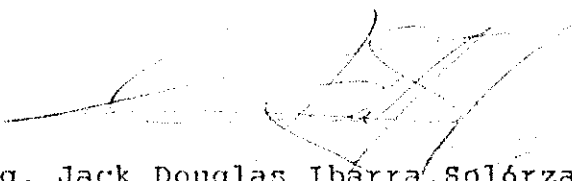


FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Jack Douglas Ibarra S. y del Jefe del Departamento de Estructuras Ing. Ricardo Augusto Ibarra M., sobre el trabajo de tesis del estudiante Mayra Rebeca García Soria, titulado DISEÑO DE COLUMNAS CUADRADAS CON ARREGLO CIRCULAR DE REFUERZO LONGITUDINAL, da por este medio su aprobación a dicha tesis.


Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano



Guatemala, octubre de 1,995.

JDIS/bbdeb.



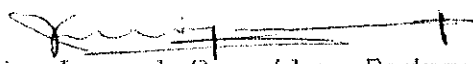
FACULTAD DE INGENIERIA

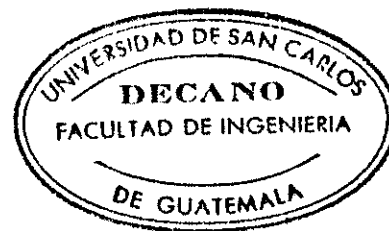
Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano, al trabajo de tesis DISEÑO DE COLUMNAS CUADRADAS CON ARREGLO CIRCULAR DE REFUERZO LONGITUDINAL, del estudiante Mayra Rebeca García Soria, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:


Ing. Julio Ismael González Podszueck
DECANO



Guatemala, octubre de 1,995

/bbdeb.

ACTO QUE DEDICO A:

DIOS PADRE, DADOR DE TODA SABIDURIA

CRISTO JESUS, MI SEÑOR Y SALVADOR

MI PADRE: MANUEL ARNOLDO GARCIA AREVALO

MIS HERMANOS: JORGE LEONEL

SILVIA NINNETH

GLENDIA PATRICIA

CARLOS HUMBERTO

YANINA ANABELLA

MI ESPOSO: EDGARD ANTONIO SIERRA SIERRA

MI HIJO: LUIS ANTONIO SIERRA GARCIA

MIS AMIGOS

INDICE GENERAL

INTRODUCCION	1
OBJETIVOS	2
Generales	2
Específicos	2
I. GENERALIDADES	3
1.1 Conceptos generales	3
1.2 Términos técnicos	5
1.3 Simbología	6
1.4 Columnas	10
II. REQUISITOS ACI	19
2.1 Secciones	20
2.2 Acero longitudinal	20
2.3 Refuerzo transversal	21
III. DISEÑO DE SECCIONES Y REFUERZO	22
3.1 Núcleo	22
3.2 Acero de bordes	25
3.3 Refuerzo transversal principal (confinamiento)	26
3.4 Refuerzo transversal secundario	30
IV. DIAGRAMAS DE INTERACCION	31
4.1 Carga axial	33
4.2 Falla balanceada	33
4.3 Momentos flexionantes $P \approx 0$	34
4.4 Puntos intermedios	34
4.5 Diagramas de interacción existentes	34
V. EJEMPLO ILUSTRATIVO DE DISEÑO DE UNA COLUMNA TIPICA.	35
CONCLUSIONES	45
RECOMENDACIONES	46
BIBLIOGRAFIA	47
ANEXOS	

INDICE DE FIGURAS Y GRAFICAS

Figura 1.1	Curvas carga axial-deformación para el acero y concreto	12
Figura 1.2	Carga equivalente de columnas	13
Figura 1.3	Sección de columna	15
Figura 1.4	Diagrama de deformaciones para fallas de columnas cargadas excéntricamente	16
Figura 1.5	Esfuerzos en sección de columna	17
Figura 3.1	Columna circular sometida a compresión	22
Figura 3.2	Sección de columna cuadrada con el acero de bordes	26
Figura 3.3	Confinamiento por zunchos	27
Figura 3.4	Columna zunchada	28
Figura 3.5	Sector confinado de una columna para proporcionarle ductilidad	30
Figura 4.1	Diagrama de interacción para sección de columna de concreto reforzada	31
Figura 4.2	Diagramas de interacción según código ACI ...	33
Figura 5.1	Sección de columna cargada excéntricamente ..	36
Figura 5.2	Ejemplo ilustrativo	37
Figura 5.3	Diagrama de interacción del ejemplo	44

INTRODUCCION

Las columnas son elementos estructurales utilizados para soportar cargas de compresión de los marcos estructurales, que sirven para apoyar las vigas.

Las columnas de concreto se refuerzan mediante acero longitudinal y transversal. Normalmente el acero transversal, tiene la forma de estribos o hélices, espaciados estrechamente.

A medida que la carga en una columna se incrementa, el agrietamiento se intensifica en los lugares de los amarres transversales, en toda su altura. En el estado límite de la falla, el recubrimiento de concreto de las columnas con estribos o la capa de concreto que cubre las espirales de las columnas confinadas con espirales se desprende y las varillas longitudinales quedan expuestas. Mientras que con una combinación, de columna cuadrada con arreglos circulares del refuerzo longitudinal se obtendra, que la capa de concreto que la cubre no se desprenda a la hora de la falla en la columna, no quedando expuesto el refuerzo longitudinal.

Aunque las columnas con estribos son las que se usan con mayor frecuencia por sus costos de construcción, las rectangulares o circulares con refuerzo espiral se deberán usar en las zonas sísmicas, por su ductilidad cuando se necesite un incremento. Ahora se presenta una combinación de columna cuadrada y arreglo circular del refuerzo longitudinal, con el propósito de incrementar su resistencia a los esfuerzos de carga aplicados a ésta.

OBJETIVOS

Generales

- a) *Dar a conocer los fundamentos básicos de otra opción en columnas, con resistencia elevada a los esfuerzos de carga aplicados.*
- b) *Obtener mayor economía en la construcción de estas columnas, debido a la reducción de formaletas especiales.*

Específicos

- a) *Obtener parámetros de comparación de resistencia entre las columnas cuadradas y circulares, con el diseño de una combinación de ambas.*
- b) *Diseño de una columna típica.*
- c) *Economía en la elaboración de formaleteado, basada en la combinación de refuerzo helicoidal con base cuadrada.*

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 CONCEPTOS GENERALES

- Acero:** Hierro combinado con carbón duro y elástico.
- Anillo:** Anillo de varilla o alambre de refuerzo que encierra el refuerzo longitudinal.
- Columna:** Elemento que se usa principalmente para resistir carga axial de compresión y que tiene una altura de por lo menos 3 veces su dimensión lateral menor.
- Compresión:** Carga axial en sentidos opuestos que atraviesa el eje de un elemento produciendo un encogimiento en el mismo.
- Concreto:** Mezcla de cemento portland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua con o sin aditivos.
- Encofrado:** Revestimiento de madera o metal para contener el concreto de elementos estructurales, llamado también *Formaleta*.
- Esfuerzo:** Intensidad de fuerza por unidad de area.
- Estribo:** Refuerzo empleado para resistir esfuerzos de cortante y de torsión en un elemento estructural; por lo general varillas, alambre o tela de alambre doblado (liso o corrugado) ya sea sin dobleces (de una sola rama) o doblado en forma de L.

- Fraguado:** Proceso en el cual el concreto se hidrata.
- Peralte:** Altura de las dimensiones de la base de los elementos estructurales.
- Refuerzo:** Varillas de acero que se usan normalmente en la construcción de concreto reforzado.
- Refuerzo en espiral:** Refuerzo continuamente enrollado en forma de hélice circular.
- Refuerzo corrugado:** Son varillas de refuerzo que tienen una vena a todo lo largo de ellas para una mejor adherencia con el concreto.
- Zuncho:** Es un anillo cerrado o un anillo en espiral continua. Un anillo cerrado puede estar constituido por varios elementos de refuerzo con ganchos de 135g con una extensión de 6 diámetros (pero no menos de 7.5 cm.) en cada extremo.

1.2 TERMINOS TECNICOS

- ACI:** American Concrete Institute.
- Acero de bordes:** Es el acero de refuerzo, que se usa en los extremos de la columna cuadrada, evitando así el agrietamiento.
- Acero de Refuerzo:** Es el acero corrugado.
- Carga Axial:** La carga que está en la dirección del eje principal de la sección.
- Carga Ultima:** En columna cargada axialmente, es la suma de la resistencia de cedencia del acero más la resistencia del concreto.
- Diagrama de Interacción:** Es la representación gráfica geométrica de las combinaciones de, carga axial y momento flexionante contra un elemento.
- Excentricidad de una columna:** Distancia del centro de la sección sometida a una carga de compresión.
- Falla Balanceada:** Es un estado de deformación, en donde el concreto alcanza su deformación máxima útil y el acero su límite de fluencia.
- Momentos Flexionantes:** Es la excentricidad de la carga ultima P_u , medida desde el centroide de la sección.
- Puntos Intermedios:** Son puntos que representan, una combinación de carga axial y momento flexionante que pueden graficarse dentro del área del diagrama de interacción, se puede tomar sin falla.

1.3 SIMBOLOGIA

- a* = Profundidad del bloque compresivo.
- a* = Separación del acero.
- ab* = Profundidad del bloque compresivo en la falla balanceada.
- Ac* = Area de la zona de compresión.
- Ach* = Area del núcleo confinado.
- Ag* = Area gruesa de la columna.
- As* = Area del acero en tensión.
- A's* = Area del acero en compresión.
- Asi* = Area de acero del nivel "i".
- AN* = Area del núcleo.
- Aad* = Area adicional
- Asb* = Area total del acero de bordes.
- Ast* = Area total del acero longitudinal.
- Av* = Area de estribo.
- c* = Ancho de la columna.
- cb* = Distancia del eje neutro a la fibra más lejana en compresión para falla balanceada.
- C* = Fuerza de compresión.
- C.P.* = Centroide plástico.

d = Peralte efectivo.

d' = Recubrimiento del acero.

e = Excentricidad de carga axial medida desde el C.P.

E_c = Módulo de elasticidad del concreto kg/cm^2

E_s = Módulo de elasticidad del acero de refuerzo kg/cm^2

$f'c$ = Resistencia específica a compresión del concreto kg/cm^2 .

f_s = Esfuerzo del acero en tensión.

f_{si} = Esfuerzo del nivel "i" de acero.

f_y = Resistencia a la fluencia específica del acero kg/cm^2 .

h = Altura del elemento.

h = Diámetro de columna circular.

h' = Altura del núcleo confinado.

k = Factor de longitud efectiva.

k' = Parámetro adimensional (gráficos del Anexo A).

k_s = Constante de resistencia adimensional para el concreto confinado.

L_o = Longitud mínima de confinamiento.

M_a = Momento máximo.

M_b = Momento último (falla balanceada).

$M'b$ = Momento nominal (falla balanceada).

M_c = Momento último (falla a compresión).

- $M'c$ = Momento nominal (falla a compresión).
- M_o = Momento último (flexión pura).
- $M'o$ = Momento nominal (flexión pura).
- P_b = Carga axial última (falla balanceada).
- $P'b$ = Carga axial nominal (falla balanceada).
- P_c = Carga axial última (falla a compresión).
- $P'c$ = Carga axial nominal (falla a compresión).
- P_n = Capacidad de carga adicional por confinamiento.
- P_o = Carga axial última (compresión pura).
- $P'o$ = Carga axial nominal (compresión pura).
- P_u = Carga axial última.
- $P'u$ = Carga axial de falla o nominal.
- r = Recubrimiento del acero.
- s = Paso de la espiral o zuncho.
- s = Espaciamiento entre estribos por corte.
- s_o = Separación máxima entre estribos de confinamiento.
- β = Constante para calcular e_o .
- β_1 = Constante del bloque compresivo.
- ϵ_c = Deformación unitaria del concreto.
- ϵ_s = Deformación unitaria del acero.
- ϵ_y = Deformación unitaria de fluencia del acero.

- ρ' = Relación acero en compresión y acero en tensión.
- ρ_b = Porcentaje de acero en la falla balanceada.
- ρ_s = Relación volumétrica del volumen de espiral al volumen total del núcleo.
- ρ_t = Porcentaje del acero total.
- ϕ = Diámetro.
- ϕ = Factor de reducción de capacidad.
- γ = Porcentaje del núcleo confinado a sección total

1.4 COLUMNAS

La resistencia de la columna se calcula con los principios básicos siguientes:

1. Existe una distribución lineal de las deformaciones en la sección transversal de la columna.
2. No hay deslizamiento entre el acero y el concreto
3. Para el propósito de los cálculos de la resistencia, la deformación máxima permisible del concreto en la falla es 0.003 cm/cm.
4. La resistencia en tensión del concreto es despreciable y no se considera en los cálculos.

TIPOS DE COLUMNAS

Las columnas se pueden clasificar en base a su forma y la disposición del refuerzo.

1. Columnas rectangulares o cuadradas con refuerzo longitudinal, con varillas y estribos laterales.
2. Columnas circulares con refuerzo longitudinal y refuerzo en espiral o con estribos.
3. Columnas compuestas en las que existe una combinación de las dos anteriores.

COLUMNAS CORTAS CARGADAS AXIALMENTE

La carga última de una columna no varía apreciablemente con la aplicación de la carga. Al aumentar la carga, el acero normalmente alcanza la resistencia de fluencia antes de que el concreto alcance su resistencia total. Sin embargo, en esta

etapa la columna no ha alcanzado su carga última. La columna puede transmitir más carga debido a que el acero soporta el esfuerzo de fluencia en tanto que las deformaciones y cargas aumentan hasta que la carga alcanza su resistencia total. La fig. 1-1 ilustra este comportamiento. En forma alterna, si el concreto alcanza su resistencia antes de que el acero ceda, como sucede cuando se utiliza acero de alta resistencia, la alta deformación del concreto cuando éste está próximo a su resistencia total, permite al acero alcanzar la resistencia de fluencia. En consecuencia, la carga última de una columna de concreto reforzado cargada axialmente es la suma de la resistencia de fluencia del acero más la resistencia del concreto.

Se ha encontrado que la resistencia del concreto en una columna cargada axialmente es aproximadamente $0.85f'c$, donde $f'c$ es la resistencia a compresión de un cilindro. En consecuencia, la carga de falla de una columna cargada axialmente se puede escribir como:

$$P'o = 0.85 f'c Ag + Ast fy \quad (1.1)$$

donde $P'o$ = carga axial "de falla" de la columna.
 $f'c$ = resistencia del concreto a compresión.
 Ag = área bruta de la sección transversal
 Ast = área de acero total de la columna.
 fy = resistencia de fluencia del acero.

En algunos textos al área de concreto (Ag) se le disminuye el espacio que ocupa el acero (Ast), en consecuencia se toma como área de concreto $Ag - Ast$ en lugar de Ag , sin embargo los cálculos demuestran que la diferencia en tomar una u otra expresión conduce a diferencias insignificantes, sobre todo cuando las cargas axiales son numéricamente grandes.

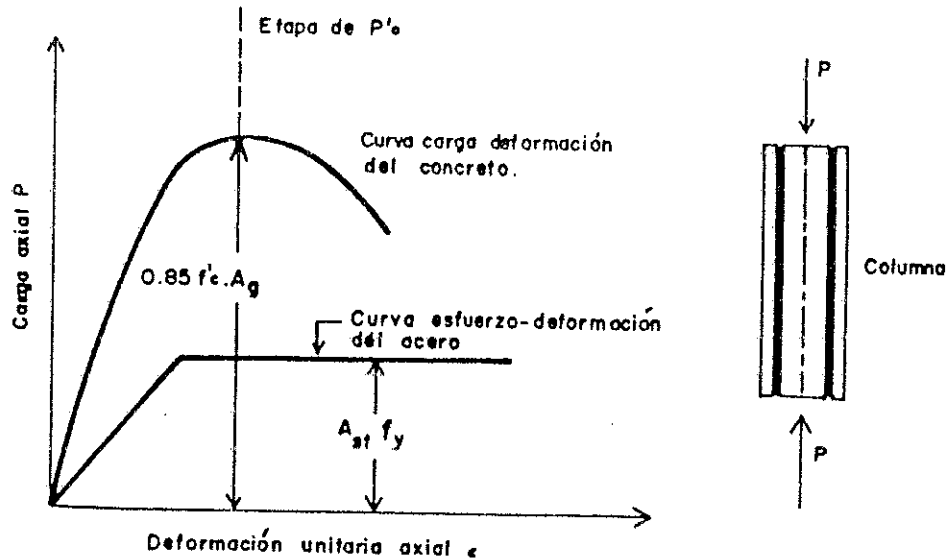


FIGURA 1.1

CURVAS CARGA AXIAL-DEFORMACION PARA EL ACERO Y CONCRETO, DE UNA COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO CARGADA AXIALMENTE.

DISEÑO DE ELEMENTOS CON CARGA AXIAL Y FLEXION UNIAXIAL

Las columnas cargadas axialmente rara vez ocurren en la práctica, debido a que casi siempre hay cierta flexión, como lo evidencia la torcedura inicial ligera de las columnas.

La combinación de una carga última P_u y momento M_u , equivale a una carga P_u aplicada con excentricidad $e = M_u / P_u$, como se muestra en la figura 1.2

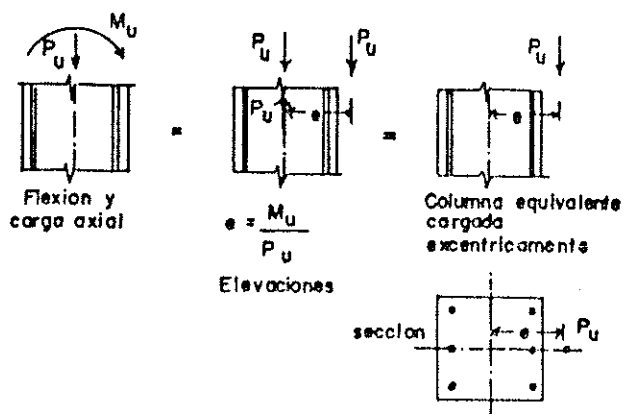


FIGURA 3.2

CARGA EQUIVALENTE DE COLUMNAS

FACTORES DE REDUCCION PARA CARGAS DE FALLA

Estos factores sirven para reducir los valores teóricos de falla de los materiales que se emplean en una columna, específicamente la carga axial y los momentos flexionantes. Para evitar confusiones, en la nomenclatura se denominará a las cargas de falla como P'_u & M'_u , y a las cargas últimas como $P_u = \phi P'_u$ & $M_u = \phi M'_u$ (ϕ debe ser igual para cargas y momentos).

Debido a la mayor duración de una columna zunchada, el Código ACI asigna un factor ligeramente mayor de reducción de capacidad de $\phi = 0.75$, mientras que para una columna con estribos $\phi = 0.70$.

La diferencia de los valores refleja el aumento de seguridad que corresponde a una mayor resistencia de las columnas con zunchos helicoidales.

**CAPACIDAD TEORICA DE CARGA AXIAL Y MOMENTO PARA
UNA COLUMNA CON BARRAS DE ACERO EN DOS CARAS**

En la figura 1.3 se muestra una sección rectangular con varillas en dos caras, cargada excentricamente a la carga de falla ($P'u$). Se considera que la profundidad del eje neutro es menor que el peralte total. Como en las vigas, una falla a compresión puede ocurrir dependiendo de si el acero a tensión alcanza su esfuerzo de fluencia.

Sin embargo, contrario a las vigas, no se puede evitar una falla a compresión limitando el área del acero, ya que el tipo de la falla depende del nivel de carga axial. Por lo general, el acero de compresión en las columnas, cargadas excentricamente a la carga de falla alcanza la resistencia de fluencia, excepto cuando el nivel de carga es bajo, o cuando se utiliza acero de alta resistencia.

Es común suponer que el acero de compresión está fluyendo, y luego comprobar que se ha alcanzado la deformación de fluencia. Con referencia a la figura 1.3 la ecuación de equilibrio obtenida de la suma de las fuerzas internas es:

$$P'o = 0.85 f'c a b + A's f's - A_s f_s \quad (1.2)$$

y la expresión que se obtiene tomando momentos respecto del acero en tensión es:

$$P'u e^* = 0.85 f'c a b (d-0.5a) + A's f's (d-d') \quad (1.3)$$

en que e^* es la excentricidad de la carga de falla $P'u$, medida desde el acero en tensión. Si el acero en compresión está fluyendo, $f's$ se debe sustituir por f_y (esfuerzo de fluencia), en las ecuaciones 1.2 & 1.3.

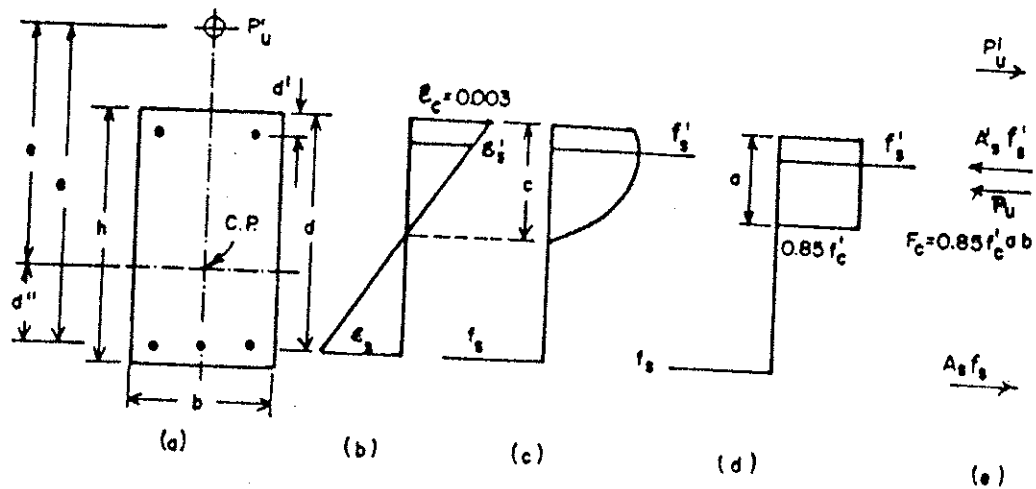


FIGURA 1.3

- a) SECCION DE COLUMNA
- b) DIAGRAMA DE DEFORMACIONES
- c) DIAGRAMA DE ESFUERZOS
- d) ESFUERZOS EQUIVALENTES
- e) DIAGRAMA DE FUERZAS

FALLA POR TENSION Y FALLA POR COMPRESION

Si $P'u < P'b$, ocurre una falla a tensión, consecuentemente el acero en tensión está fluyendo, entonces $f_s = f_y$, mientras que el acero en compresión no se sabe si también está fluyendo (figura 1.3).

Si $P'u > P'b$, ocurre una falla a compresión, aquí generalmente el acero en compresión está fluyendo (esto debe comprobarse con la ecuación siguiente).

$$\frac{0.003}{c} = \frac{\epsilon'_s}{c - d'} = \frac{\epsilon_s}{d - c} \tag{1.4}$$

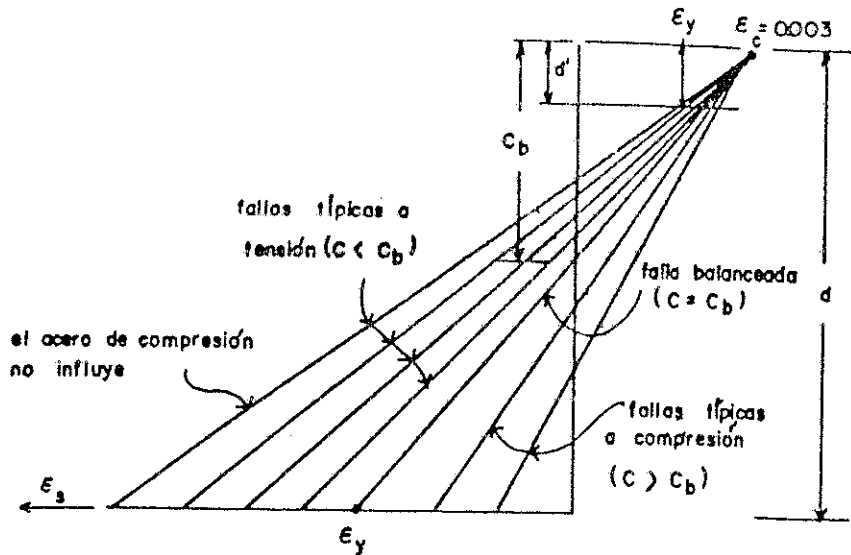


FIGURA 1.4

DIAGRAMA DE DEFORMACIONES PARA FALLAS DE COLUMNAS CARGADAS EXCÉNTRICAMENTE

CENTROIDE PLÁSTICO (C.P.)

En la ecuación 1.3 se tomó la excentricidad desde el acero en tensión, sin embargo, a veces es más conveniente utilizar la excentricidad de $P'u$ desde el centroide plástico (C.P.) que es "e" (figura 1.3a). En secciones armadas simétricamente ($A_s = A'_s$), el elemento está sometido a compresión axial cuando la carga pasa por el centro geométrico de la sección, siendo éste el centroide plástico. Para elementos armados en forma asimétrica ($A_s \neq A'_s$) el centroide plástico es el centroide de resistencia de la sección si se comprime todo el concreto al esfuerzo máximo ($0.85 f'_c$) y se comprime todo el acero al esfuerzo de fluencia (f_y), con deformación uniforme en la sección. En otras palabras, el centroide plástico es el punto de aplicación de la carga externa $P'o$ que produce una falla por carga axial. En este caso está representado en la figura 1.5. Tomando momentos de las fuerzas internas alrededor del acero del lado izquierdo (acero en tensión) e igualándolos al momento de la fuerza resultante se obtiene:

$$0.85 f'c bh(d-0.5h) + A's fy (d-d') = P'o d'' \quad (1.5)$$

de la ecuación 1.1: $P'o = 0.85 f'c bh = (As + A's)fy$, entonces se obtiene:

$$d'' = \frac{0.85 f'c bh(d - 0.5h) + A's fy (d-d')}{0.85 f'c bh + (As + A's) fy} \quad (1.6)$$

en que d'' es la distancia del centroide plástico (C.P.) al acero en tensión.

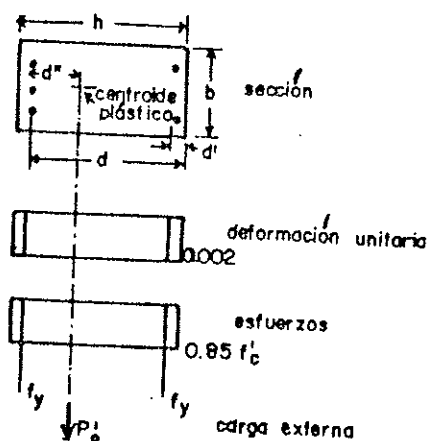


FIGURA 1.5

ESFUERZOS EN SECCION DE COLUMNA CUANDO LA CARGA
ESTA APLICADA EN EL CENTROIDE PLASTICO (C.P.)

Tomando momentos alrededor del centroide plástico en la columna de la figura 1.3, se obtiene:

$$M'u = P'u e = 0.85 f'c ab(d-d'-a/2) + A's f's (d-d''-d') + A_s f_s d'' \quad (1.7)$$

Cuando la columna está reforzada simétricamente, entonces $d - d'' = h/2$, sustituyendo este valor en la ecuación 1.7

$$M'u = 0.85 f'c ab(h/2 - a/2) + A's f's(h/2 - d') + A_s f_s(d-h/2) \quad (1.8)$$

CAPITULO II

REQUISITOS ACI

(REGLAMENTO ACI 318-89)

Generalmente la distribución del acero en la columna, o sean las varillas, es simétrica y uniforme; en cuanto al refuerzo transversal, todas deben llevarlo pudiendo ser estribo o espiral.

Cuando se usan estribos el número mínimo de varillas longitudinales debe ser cuatro, cuando se usa espiral, el mínimo son seis.

En una columna armada con estribos, una de cada 2 barras debe ir apoyada en una esquina o doblez del estribo con un ángulo no mayor que 135 grados, siempre que la distancia a la barra apoyada sea menor o igual a 6".

El acero a usar como refuerzo transversal debe ser de 3/8" para barras longitudinales menores o iguales a 10/8", y estribos de 1/2" para barras longitudinales mayores de 10/8".

El espaciamiento del refuerzo transversal (s) debe ser menor o igual a 16 veces el diámetro de la barra longitudinal, menor o igual a 48 veces el diámetro de la barra usada como refuerzo transversal; en todo caso debe ser menor o igual a la dimensión menor de la columna.

Para espirales el diámetro mínimo a usar es 3/8" y el espaciamiento mínimo debe estar comprendido entre 1" y 3".

Requisitos de diseño

-Los requisitos de refuerzo deben estar comprendidos entre el 1 y el 6% según la sección 7.8.1.1 del Reglamento ACI 318-89, o del 1 al 4% según el Código de Standorf.

-Para el diseño debe aplicarse un factor de reducción que depende del refuerzo transversal que se use, ese factor se denomina ϕ , si se usan estribos, el factor ϕ debe ser de 0.7 y si se usan espirales ϕ debe ser de 0.75. (Según la sección 9.3.2.2b).

-Todos los miembros sujetos a una carga de compresión deberán diseñarse para la excentricidad "e" que corresponda al momento máximo producido por esa condición de carga, pero no debe ser menor de 2.5 cms. o que 0.05 h (donde h = peralte del elemento) para miembros con espiral, o que 0.10 h para miembros con estribos, las dos distancias referidas a su eje principal.

-La máxima deformación permisible en el concreto (ϵ_c) debe ser de 0.003.

-Las deformaciones en el acero de refuerzo y en el concreto se suponen directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.

-El recubrimiento mínimo de una columna en condiciones normales es de 3 cm.

-Los requisitos antes mencionados se encuentran descritos en las secciones 7.10 y 8.8 del Reglamento ACI.

2.1 SECCIONES (Sección 10.8.4)

Para un elemento sujeto a compresión que tenga una sección transversal mayor que la requerida por las consideraciones de carga, con el fin de determinar el refuerzo mínimo y la resistencia de diseño se puede emplear una área efectiva reducida, A_g , no menor que $1/2$ del área total.

2.2 ACERO LONGITUDINAL (Secciones 10.9.1, 10.9.2, 10.9.3)

El área del refuerzo longitudinal para elementos no compuestos sujetos a compresión, no debe ser menor que 1% de la sección de la columna $A_{st}(\min) = 0.01 A_g$, ni mayor que 6% para zonas sísmicas y 8% para zonas no sísmicas.

$$A_{st}(\max) = \begin{array}{l} 0.08 A_g \text{ (Zonas no sísmicas)} \\ 0.06 A_g \text{ (Zonas sísmicas)} \end{array}$$

El refuerzo longitudinal mínimo en elementos sujetos a compresión debe ser de 4 varillas dentro de anillos circulares o rectangulares, 3 varillas dentro de anillos triangulares y 6 varillas confinadas por espirales, de acuerdo con la sección 10.9.3.

La relación del refuerzo en espiral, ρ_s , debe ser menor que el valor dado por:

$$\rho_s = 0.45((A_g/A_c)-1)(f'_c/f_y)$$

donde f_y es la resistencia a la fluencia especificada del refuerzo en espiral, la cual no debe ser mayor de 4,220 kg/cm².

2.3 REFUERZO TRANSVERSAL (Secciones 10.8.1, 10.8.3)

Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento en compresión, con dos o más espirales entrelazadas, deben tomarse a una distancia fuera de los límites extremos de la espiral igual al recubrimiento mínimo de concreto requerido por la sección 7.7.

En lugar de utilizar el área total para el diseño, se puede considerar a un elemento sujeto a compresión con sección transversal cuadrada, octogonal o de otra forma geométrica como una sección verdadera. Tomando en consideración el área total, los porcentajes requeridos del refuerzo y la resistencia de diseño deben basarse en dicha sección circular.

CAPITULO III

DISEÑO DE SECCIONES Y REFUERZO

Como ya se mencionó, para columnas circulares con zunchos, el código prevé un coeficiente de reducción más favorable, $\phi = 0.75$, comparado con $\phi = 0.70$ para las columnas con estribos. Además la excentricidad mínima fijada para elementos cargados axialmente o casi axialmente es $e_{min} = 0.05h$ para elementos zunchados, mientras que el valor establecido para columnas con estribos es el doble.

3.1 NUCLEO

La fig. 3.1 indica la sección transversal de una columna con zunchos, la armadura longitudinal puede ser de seis a diez o más barras de acero de igual sección, dependiendo del diámetro de la columna. La distribución de deformaciones es la figura 3.1b. Se ve que los grupos de las barras 2 & 3 están sometidos a deformaciones mucho menores que los grupos 1 & 4. Es fácil encontrar los esfuerzos en los cuatro grupos de barras, considerando la sección circular como una sección con varios niveles de formaciones superiores a la deformación de fluencia, el esfuerzo de falla es igual al esfuerzo de fluencia de la barra. Para el acero con deformaciones menores, el esfuerzo se encuentra mediante la expresión $f_s = \epsilon_s E_s$.

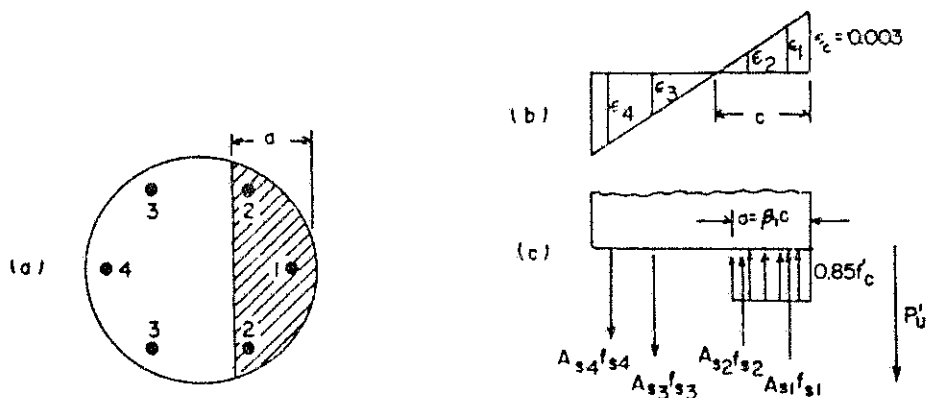


FIGURA 3.1

COLUMNA CIRCULAR SOMETIDA A COMPRESION COMPUESTA

Por consiguiente, se tienen las fuerzas internas indicada en la figura 3.1c. Debe existir equilibrio de fuerzas y de momentos con la carga exterior $P'u$. Los cálculos pueden llevarse a cabo como en las columnas de sección rectangular, salvo que para las columnas circulares la zona de compresión del concreto (A_c) sometida a la distribución rectangular equivalente $0.85 f'c$ tiene la forma de un segmento de círculo (véase la figura 3.1a).

$$AN = \pi h^2 / 4 \quad (3.1)$$

GRAFICAS DE DISEÑO

En la práctica es posible desarrollar rápidamente el diseño y análisis de secciones de columna usando gráficas de diseño que se encuentran en manuales o folletos especiales publicados por el ACI, el Concrete Reinforcing Steel Institute y otros.

Los gráficos del Apendice A representan un grupo de diagramas de cálculo y dan las capacidades de carga reales sin reducir la carga ni el momento ($P'u$ & $M'u$), correspondientes a la curva de trazo continuo ABCD de la figura 6.2. Para obtener los valores de cálculo P_u & M_u , deben multiplicarse los valores leídos en los gráficos por el factor de reducción ϕ aplicable.

Los gráficos son válidos para cualquier resistencia de concreto inferior o igual a 281 kg/cm^2 . Están limitados a este campo de resistencias, porque para los concretos de mayor resistencia, los parámetros α y β , que caracterizan la distribución de esfuerzos del concreto, y el factor β_1 , que determina el bloque de esfuerzos equivalentes, ya no son constantes y decrecen al aumentar $f'c$.

Los gráficos corresponden a $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$; sin embargo, como $\mu = f_y / 0.85 f'c$ constituye un parámetro principal de estos gráficos, puede utilizarse sin gran error para aceros de otras resistencias, al menos para el dimensionamiento preliminar.

$$A_g = h^2 \quad \& \quad A_N = \pi h^2 / 4$$

$$A_{adt} = A_g - A_N \quad \text{entonces}$$

$$A_{sbordes} = 0.01 A_{adt} \quad (3.5)$$

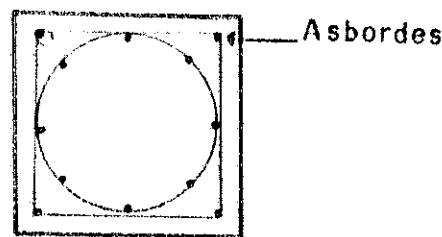


FIGURA 3.2

SECCION DE COLUMNA CUADRADA CON EL ACERO DE BORDES

3.3 REFUERZO TRANSVERSAL PRINCIPAL

A las columnas, se les puede agregar ductibilidad, mediante el confinamiento, que consiste en colocar transversalmente al sentido longitudinal, un refuerzo consistente en zunchos, con separación que es determinada en base a la carga y momento que la columna va a soportar.

El núcleo zunchado ofrece un confinamiento más efectivo, absorbiendo parte de la energía del sismo y evita de esa forma el colapso. Figura 3.3

El concreto confinado aumenta el esfuerzo de ruptura que tiene el concreto en condiciones normales y además permite una deformación unitaria mucho mayor.

Se ha determinado que si las columnas se confinan, su capacidad para absorber carga es mucho mayor y mejora notablemente su ductibilidad.

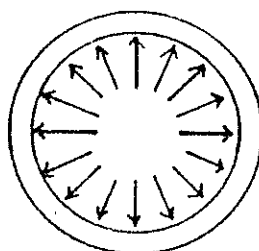


FIGURA 3-3
CONFINAMIENTO POR ZUNCHOS

Los experimentos han verificado que la carga de falla se incrementa en una carga adicional (P_n) aproximada de:

$$P_n = k_s f_y A_{sp} \quad (3.6)$$

Cuando el concreto está confinado, en donde:

k_s = Constante que varía de 1.5 a 2.5

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero en espiral.

A_{sp} = Volumen del acero de espiral por unidad de longitud de columna.

Con un valor promedio de $k_s = 2$, la capacidad de carga adicional es:

$$P_n = 2 f_y A_{sp} \quad (3.7)$$

Si ρ_s es la relación volumétrica del volumen de la espiral al volumen total del núcleo, ó $\rho_s = A_{sp} / A_{ch}$ la ecuación 3.7 queda:

$$P_n = 2 f_y \rho_s A_{ch} \quad (3.8)$$

Igualando la ecuación 3.8 a la resistencia del cascarón y tomando la resistencia última del 90% dentro del núcleo, ó $0.75 f'_c$:

$$2 f_y \rho_s A_{ch} = 0.75 f'_c (A_g - A_{ch}) \quad (3.9)$$

De donde obtenemos:

$$\rho_s = 0.375 \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \quad f'_c / f_y \quad (3.10)$$

dando un factor adicional de seguridad de 1.20 para asegurar que los efectos de la espiral excedan la capacidad del cascarón, entonces queda:

$$\rho_s = 0.45 (A_g / A_{ch} - 1) f'_c / f_y \quad (3.11)$$

La ecuación 3.11 se especifica en el código 318-89 sección 10.9.3, en esta ecuación el esfuerzo de fluencia f_y de la espiral no puede exceder a 60,000 psi, y ρ_s no debe ser menor que 0.12 f'_c / f_y .

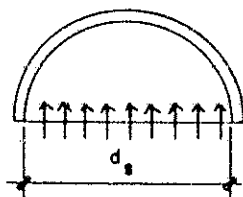


FIGURA 3.4

COLUMNA ZUNCHADA

Para la columna zunchada se obtiene:

$$\rho_s = \frac{A_{sp} \pi d_s}{s \pi d^2 s / 4} = \frac{4 A_{sp}}{s d s} \quad \text{ó} \quad A_{sp} = d s \rho_s s / 4 \quad (3.12)$$

ó bien, $s = 4 Asp / ds \rho s$

donde:

Asp = Area del zuncho

ds = Longitud no soportada (diámetro del núcleo, ver fig. 3.4)

s = Paso del zuncho.

Para ambos casos se recomienda que el espaciamiento de la espiral se encuentre entre los límites: 3 cms. $\leq s \leq$ 10 cms.

Estos valores se deben en primer lugar a que si el espaciamiento es menor que 3 cms. ocasiona problemas para el agregado grueso del concreto, por otro lado si es mayor que 10 cms. se tiene una separación muy grande lo que provoca que el acero longitudinal se abra y ocurra la falla de la columna (ver figura 3.5)

El Código ACI 318-89 en el Apéndice A sección A.8.2.2 recomienda una longitud de confinamiento (l_o), la cual no puede ser menor que:

- a) Una sexta parte de la luz libre de la columna, ($Lu/6$).
- b) Lado mayor de la sección de la columna.
- c) 18 pulgadas (45 cms. aproximadamente).

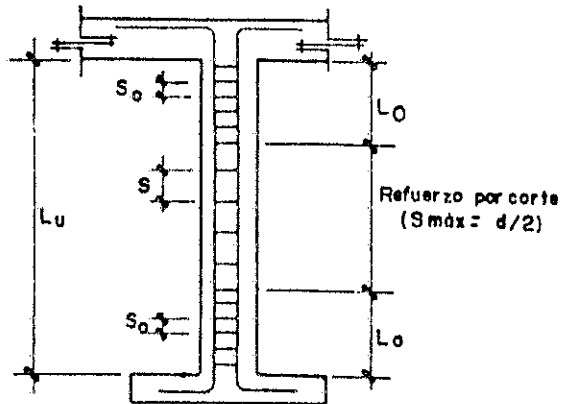


FIGURA 3.5

SECTOR CONFINADO DE UNA COLUMNA PARA PROPORCIONARLE DUCTILIDAD

3.4 REFUERZO TRANSVERSAL SECUNDARIO

Se dice que, para este refuerzo se coloca transversalmente al sentido longitudinal, un refuerzo consistente en estribos, con separación que es determinada por armado, ya que el área a cubrir está en la ecuación 3.5.

El acero a usar como refuerzo transversal debe ser de 3/8" para barras longitudinales menores o iguales a 10/8". Requisito ACI.

CAPITULO IV

DIAGRAMAS DE INTERACCION

La mejor forma de ilustrar las combinaciones de $P'u$ & $M'u$ que provocan la falla de una sección dada de columna es mediante un diagrama de interacción. La figura No. 4.1 es un diagrama de este tipo para una columna típica, cargada excéntrica. Cualquier combinación de carga y momento que de un punto en AB provoca una falla a compresión; cualquier combinación en BC provoca una falla a tensión, en que la fluencia del acero de tensión precede al aplastamiento del concreto comprimido. En B ocurre una falla balanceada. Para cualquier combinación de carga y momento que pueda graficarse dentro del área del diagrama de interacción. Cuando $c > h$ (excentricidad menor que e_{min}), las ecuaciones 1.2 a 1.7 no pueden aplicarse estrictamente, debido a que el eje neutro no está fuera de la sección y se modifica el perfil del bloque de esfuerzos (no habrá esfuerzos de tensión). El caso límite es cuando $c \rightarrow \infty$, lo que ocurre cuando la excentricidad es cero y la carga axial es $P'o$. Se puede completar la porción de una curva de interacción de la figura 4.1 a la que no se aplican las ecuaciones 1.2 a 1.7 (línea punteada) debido a que el valor calculado de $P'o$ de la ecuación 1.1 fija el punto final de la curva.

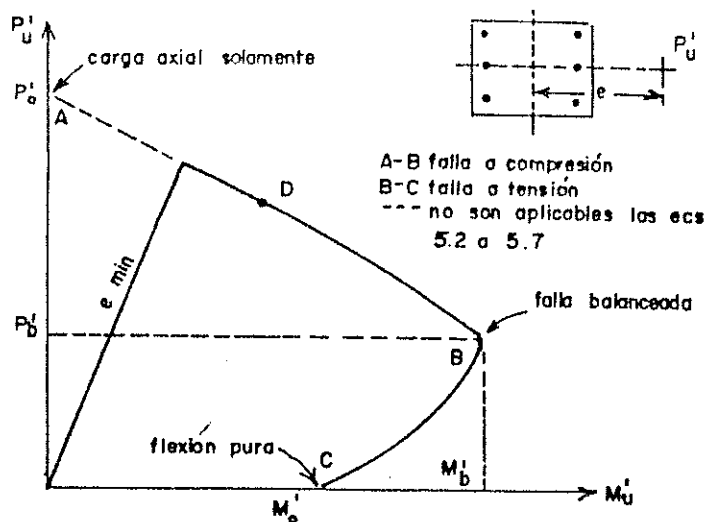


FIGURA 4.1

DIAGRAMA DE INTERACCION PARA SECCION DE COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO, INDICANDO LAS COMBINACIONES DE CARGA Y EXCENTRICIDAD QUE PROVOCA LA FALLA

Cualquier punto en la línea continua representa una combinación de carga axial con un momento flexionante que hace que el elemento alcance su resistencia.

Se debe notar en la gráfica anterior que el máximo momento flexionante que resiste la sección no es cuando la carga axial es nula.

Al aumentar la carga externa, el momento y carga axial crecen en la misma proporción y la trayectoria de la carga queda representada por una recta desde el origen, con una pendiente igual a $P/M = 1/e$.

El diagrama de interacción anterior corresponde a un elemento definido perfectamente en su geometría y materiales y representa el conjunto de valores interiores máximos que el elemento es capaz de soportar. Todos los conocimientos necesarios para llegar a esta representación se han ido acumulando de investigaciones experimentales sobre el comportamiento de elementos de concreto reforzado sujetos a flexocompresión. Todos estos ensayos han conducido a poder diseñar las columnas de una forma gráfica con gran precisión.

CONSIDERACIONES ACERCA DEL DIAGRAMA DE INTERACCION

El diagrama de la figura 4.2 es para cargas de falla y no para cargas últimas. Se mencionó que el código establece valores de ϕ de 0.70 para columnas con estribos y de 0.75 para columnas con zunchos, también que estos valores son inferiores a $\phi = 0.90$, utilizado para elementos sometidos a flexión porque la resistencia de los elementos que se rompan en compresión se ve más afectada por las variaciones de la resistencia del concreto que la de los elementos que fallan por tensión. En referencia al diagrama de interacción en la figura 4.1, en el intervalo A-B la falla se produce por compresión, y por lo tanto en este intervalo son apropiados estos valores más bajos de ϕ . Sin embargo en el intervalo B-C predomina la tensión, tanto más cuanto menos es el esfuerzo axial. Finalmente cuando el esfuerzo axial es nulo, el elemento se convierte en una viga normal con una capacidad de absorción de momento $M'o$. El Código establece que para pequeños valores de la fuerza de compresión axial P_u , comprendidos entre $0.10 f'c A_g$ y cero, ϕ puede incrementarse linealmente desde 0.70 ó 0.75 para $P_u = 0.10 f'c A_g$ hasta 0.90 para $P_u = 0$. En los casos raros en los que la carga equilibrada P_b es inferior a $0.10 f'c A_g$, este incremento de ϕ debe empezar en P_b en lugar de $0.10 f'c A_g$.

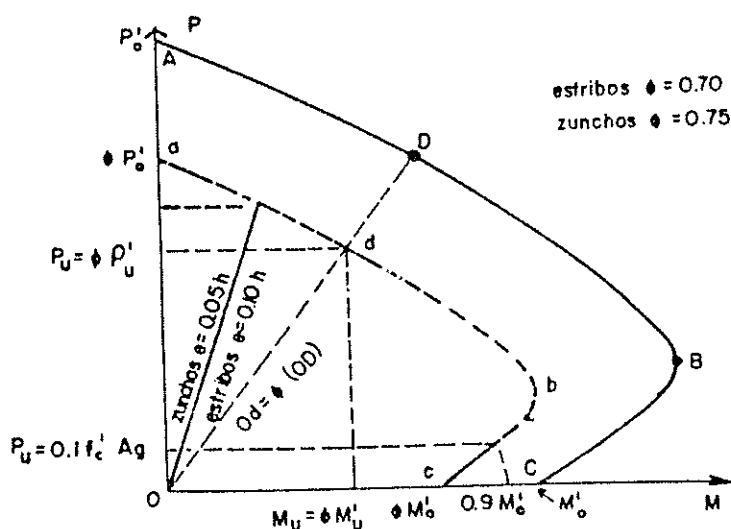


FIGURA 4.2

DIAGRAMAS DE INTERACCION: VALORES DE PROYECTO P_u , EN FUNCION DE M_u SEGUN CODIGO ACI.

4.1 CARGA AXIAL

Es el punto de compresión pura, para el cual se supone un estado de deformaciones unitarias de compresión uniforme, que corresponde al punto P_0 . (ver figura 4.1).

4.2 FALLA BALANCEADA

Una "falla balanceada" ocurre cuando el acero de tensión alcanza la deformación de fluencia ($\epsilon_y = f_y / E_s$, donde E_s es el módulo de elasticidad del acero), mientras que la deformación de compresión de la fibra extrema del concreto es $\epsilon_c = 0.003$, ambas deformaciones se dan al mismo tiempo. Para una falla balanceada, de los triángulos semejantes del diagrama de deformaciones de la figura 1.3 se tiene:

$$\frac{0.003}{cb} = \frac{\epsilon_y}{d - cb} \quad (4.1)$$

$$\text{ó} \quad cb = \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_y} d \quad (4.2)$$

$$\& \quad ab = \beta_1 cb = \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_y} \beta_1 d \quad (4.3)$$

Se debe observar que la profundidad del eje neutro (cb) sólo depende del valor " d ", puesto que el término ϵ_y es constante para el acero que se seleccione, o sea que es una propiedad de la sección independiente de los otros factores. Se puede calcular la carga y el momento en la falla balanceada, $P'b$ & $M'b$, utilizando las ecuaciones 1.2 y 1.6 (1.8 para el caso simétrico) respectivamente.

4.3 MOMENTOS FLEXIONANTES

Es el momento sin carga axial, para el cual se supone un estado de deformaciones semejante al de un miembro a flexión, que corresponde al punto M_o de la figura 4.1.

4.4 PUNTOS INTERMEDIOS

Son puntos que son parte del diagrama de interacción que se encuentran entre los puntos P_o y B y otros entre los puntos B y M_o , que le corresponde el punto D de la figura 4.1.

4.5 DIAGRAMAS DE INTERACCION EXISTENTES

Todos los diagramas estan en el Anexo A.

CAPITULO V

EJEMPLO ILUSTRATIVO DE DISEÑO DE UNA COLUMNA TIPICA

Para el diseño de ésta, se tomó como concepto lo siguiente:

COLUMNAS CON VARIOS NIVELES DE ACERO DE REFUERZO

Cuando hay grandes momentos de flexión, lo más económico es concentrar todo el acero, o al menos su mayor parte, a lo largo de las caras inferiores paralelas al eje de flexión. Esta es la disposición indicada en la figura 5.1, d & e. Por el contrario, con pequeñas excentricidades, cuando prevalece la compresión axial y cuando se desee una pequeña sección transversal, a menudo es ventajoso distribuir la armadura más uniformemente a lo largo del perímetro, como en las figuras 5.1, a & c. En este caso debe prestarse especial atención a las barras intermedias, es decir, aquellas que no están situadas junto a las dos caras de esfuerzos máximos porque cuando se alcanza la carga de ruptura, los esfuerzos en estas barras intermedias están generalmente por debajo del límite de fluencia, aunque las barras situadas junto a las caras extremas puedan estar en fluencia. Para estudiar esta situación debe considerarse la distribución de deformaciones en toda la sección transversal.

Considérese la sección de columna reforzada simétricamente (centroide plástico en $h/2$) mostrada en la figura 5.1 con la carga de falla $P'u$. Para un nivel de varillas cualquiera "i" en la sección, el diagrama de deformaciones indica que:

$$\epsilon_{si} = 0.003 \frac{c - d_i}{c} = 0.003 \frac{a - \beta_i d_i}{a} \quad (5.1)$$

en que las deformaciones de compresión son positivas y las deformaciones de tensión negativas. Las siguientes relaciones dan entonces el esfuerzo en las varillas del nivel "i" (considerar el valor absoluto para la deformación).

Si $\epsilon_{si} > \epsilon_y$ entonces $f_{si} = f_y$ (5.2)

Si $\epsilon_{si} < \epsilon_y$ entonces $f_{si} = \epsilon_{si} E_s$ (5.3)

Entonces, $f_{si} A_{si}$ da la fuerza en el nivel "i", en que A_{si} es el área de las varillas de este nivel. Entonces se pueden escribir las ecuaciones de equilibrio para una sección con "n" niveles de acero como:

$$P'u = 0.85 f'c ab + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \quad (5.4)$$

$$M'u = 0.85 f'c ab (h/2 - a/2) + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} (h/2 - d_i) \quad (5.5)$$

Nota: En las ecuaciones 5.4 & 5.5, se debe dar atención al signo de las fuerzas; las de compresión son positivas y las de tensión negativas.

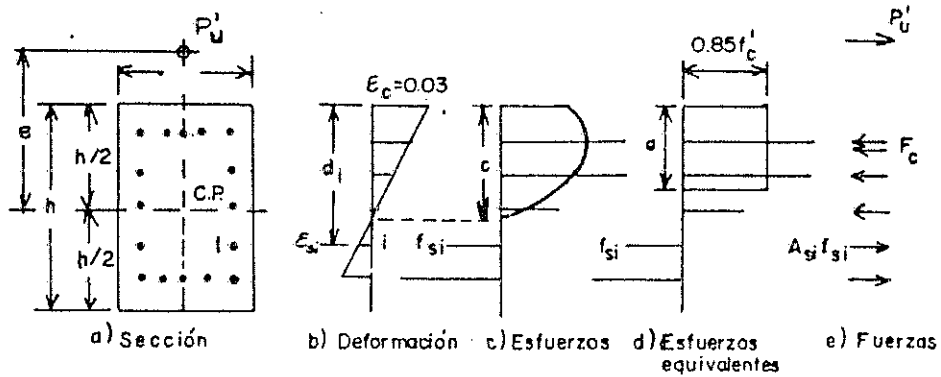


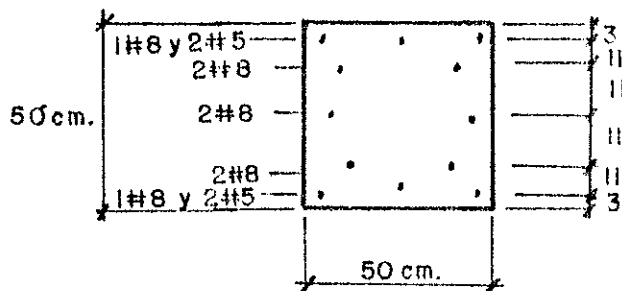
FIGURA 5.1

SECCION DE COLUMNA CARGADA EXCENTRICAMENTE CON VARILLAS EN LAS CUATRO CARAS DE LA COLUMNA

REFUERZO EN VARIOS NIVELES

EJEMPLO: Diagrama de interacción para cinco niveles de acero.

ENUNCIADO: Utilizando el método general de compatibilidad de deformaciones y equilibrio (ecs. 5.1 a 5.5) para determinar el diagrama de interacción de la columna siguiente:



$$f'c = 0.210 \text{ Ton/cm}^2$$

$$f_y = 4.2 \text{ Ton/cm}^2$$

$$E_s = 2.03 \times 10^3 \text{ Ton/cm}^2$$

$$\text{Recubrimiento} = 3 \text{ cm.}$$

$$A_{s1} = A_{s5} = 1\#8 + 2\#5 = 9.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = A_{s3} = A_{s4} = 2\#5 = 10.14 \text{ cm}^2$$

SOLUCION: Encontrar las cargas de falla $P'u$ & $M'u$, luego se afectan del factor de reducción para hallar las cargas últimas P_u & M_u , respectivamente.

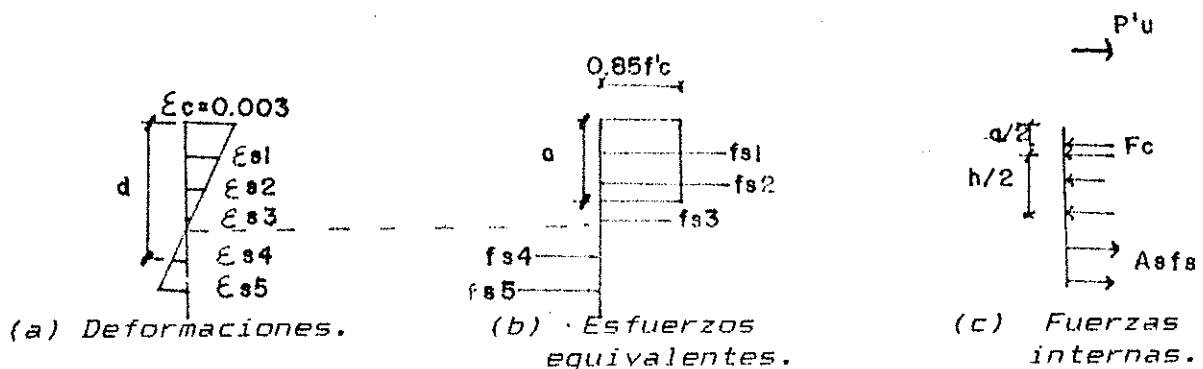


FIGURA 5.2. Ejemplo Ilustrativo.

1. CARGA AXIAL PURA ($P'u = P'o$; $M'u = 0$).

De la ec. 1.1 : $P'o = 0.85 f'c Ag + Ast fy$

$$P'o = 0.85 (.210)(2500) = (2*9.03 + 3*10.14)(4.2) = 649.86 \text{ Ton.}$$

$$P'o = 649.86 \text{ Ton.}$$

2. FALLA BALANCEADA ($P'u = P'b$; $M'u = M'b$)

De la ec. 4.2: $cb = 0.003d / (0.003 + \epsilon_y)$

$$\epsilon_y = fy / Es = 4.2 / 2.03*10^3 = 0.00207$$

$$cb = 0.003(57) / (0.003 + 0.00207) = 27.81 \text{ cm;}$$

$$ab = 0.85(27.81) = 23.64 \text{ cm.}$$

El nivel 5 (fig. 5.2a) está fluyendo en la falla balanceada, ahora, se determinan los esfuerzos en los otros niveles.

Del diagrama de deformaciones (fig. 5.2a) o de la ec. 5.1 se tiene:

$$\begin{aligned} \epsilon_{s1} &= 0.003 (c-d1)/c = 0.003 (27.81-3)/27.81 = 0.00267 \\ &> \epsilon_y = 0.00207 \end{aligned}$$

Por lo tanto el nivel 1 está fluyendo:

$$\begin{aligned} f_{s1} &= fy = 4.2 \text{ Ton/cm}^2 \\ \epsilon_{s2} &= 0.003 (c-d2)/c = 0.003 (27.81-14)/27.81 = 0.00148 \\ &< \epsilon_y = 0.00207 \end{aligned}$$

El nivel 2 no está fluyendo:

$$\begin{aligned} f_{s2} &= \epsilon_{s2} E_s = 1.48*10^{-3} * 2.03*10^3 = 3.02 \text{ Ton/cm}^2 \\ \epsilon_{s3} &= 0.003 (c-d3)/c = 0.003 (27.81-25)/27.81 = 0.000303 \\ &< \epsilon_y = 0.00207 \end{aligned}$$

El nivel 3 no está fluyendo

$$\begin{aligned} f_{s3} &= \epsilon_{s3} E_s = 3.03*10^{-3} * 2.03*10^3 = 0.61 \text{ Ton/cm}^2 \\ \epsilon_{s4} &= 0.003 (d4-c)/c = 0.003 (36-27.81)/27.81 = 0.000883 \\ &< \epsilon_y = 0.00207 \end{aligned}$$

El nivel 4 no está fluyendo

$$f_{s4} = \epsilon_y E_s = 8.83 \cdot 10^{-3} \cdot 2.03 \cdot 10^3 = 1.79 \text{ Ton/cm}^2$$

$$\epsilon_{s5} = 0.003 (d_5 - c) / c = 0.003 (47 - 27.81) / 27.81 = 0.0020701$$

$$f_{s5} = f_y = 4.2 \text{ Ton/cm}^2 \quad > \epsilon_y = 0.00207$$

Para este problema sólo el primero y el quinto nivel están fluyendo.

$$f_{s1} = f_{s5} = f_y = 4.2 \text{ Ton/cm}^2$$

Del diagrama de fuerzas internas (fig. 5.2c) o de la ec. 5.4 se tiene:

$$P'b = 0.85 f'c ab + A_{s1} f_{s1} + A_{s2} f_{s2} + A_{s3} f_{s3} - A_{s4} f_{s4} - A_{s5} f_{s5}$$

$$(A_{s1} = A_{s5})$$

$$P'b = 0.85(0.210)(23.64)(50) + 10.14(3.02 + 10.14(0.61) - 10.14(1.79)$$

$$P'b = 229.64 \text{ Ton}$$

Tomando momentos con respecto al centroide plástico (C.P.) en la figura 5.2c o ecuación 5.5 se tiene:

$$M'b = 0.85(0.210)(23.64)(50)(25 - 11.82) + 9.03(4.2)(25 - 3) + 10.14(3.02)(25 - 14) + 10.14(0.61)(25 - 25) + 10.14(1.79)(36 - 25) + 9.03(4.2)(47 - 25)$$

$$M'b = 4986.06 \text{ Ton-cm.} = 49.86 \text{ Ton-m.}$$

3. FLEXION PURA ($P'u = 0$; $M'u = M'o$)

Para la flexión pura no existe carga axial, esto significa que la suma de fuerzas de compresión debe ser igual a la suma de fuerzas de tensión, que es el criterio para encontrar "c" por tanteos.

El valor de "c" se encuentra entre el 15%d y 20%d.

$$15\%d = 7.05\text{cm.}; \quad 20\%d = 9.4\text{cm.}$$

Si se toma un valor inicial de $c=8 \text{ cm.}$ $a = 0.85(8) = 6.8$

El segundo paso será el cálculo de los esfuerzos en todos los niveles de acero.

Del diagrama de deformaciones (fig. 5.2a) o ecuación 5.1 se tiene:

$$\epsilon_{s1} = 0.003(c-d1)/c = 0.003(B-3)/B = 1.87*10^{-3} \epsilon_y$$

$$f_{s1} = \epsilon_{s1} E_s = 1.87*10^{-3}(2.03*10^3) = 3.81 \text{ Ton/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

Como el valor de "c" es menor que d2 (fig. 5.2a), se tiene:

$$\epsilon_{s2} = 0.003(d2-c)/c = 0.003(14-B)/B = 2.25*10^{-3} \epsilon_y$$

$$f_{s2} = f_y = 4.2 \text{ Ton/cm}^2 \text{ (tensión)}$$

$$\epsilon_{s3} = 0.003(d3-c)/c = 0.003(25-B)/B = 6.37*10^{-3} \epsilon_y$$

$$f_{s3} = f_y = 4.2 \text{ Ton/cm}^2 \text{ (tensión)}$$

$$\epsilon_{s4} = 0.003(d4-c)/c = 0.003(36-B)/B = 0.0105 \epsilon_y$$

$$f_{s4} = f_y = 4.2 \text{ Ton/cm}^2 \text{ (tensión)}$$

$$\epsilon_{s5} = 0.003(d5-c)/c = 0.003(47-B)/B = 0.014 \epsilon_y$$

$$f_{s5} = f_y = 4.2 \text{ Ton/cm}^2 \text{ (tensión)}$$

Del diagrama de fuerzas (fig. 5.2c), o ecuación 5.4, observando que las fuerzas de los niveles 2, 3, 4 y 5 son de tensión y la fuerza del nivel 1 de compresión.

$$P'u = 0.85 f'c a b + A_{s1} f_{s1} - A_{s2} f_{s2} - A_{s3} f_{s3} - A_{s4} f_{s4} - A_{s5} f_{s5}$$

$$P'u = 0.85 \times 0.210 \times 608 \times 50 + (9.03 \times 3.81) - (10.14 \times 4.2) - (10.14 \times 4.2) - (10.14 \times 4.2) - (9.03 \times 4.2)$$

$$P'u = -70.59 \text{ Ton.}$$

El valor negativo indica que la suma de fuerzas en tensión es mayor que la suma de fuerzas compresivas. Por lo tanto, hay que incrementar el valor de "c" para que el bloque compresivo sea mayor y compense esa diferencia. Si P'u hubiera sido positiva habría que disminuir el valor de "c".

Se debe proponer otro valor de "c", para calcular los esfuerzos en los niveles de acero y luego encontrar $P'u$, la cuál debe ser más o menos cero. Los cálculos se indican en el siguiente resumen.

c(cm)	a(cm)	fs1 (T/cm ²)	fs2 (T/cm ²)	fs3 (T/cm ²)	fs4 (T/cm ²)	fs5 (T/cm ²)	P'u
9.25	7.86	4.10	3.13	-4.2	-4.2	-4.2	15.83
9.60	8.16	4.18	2.79	-4.2	-4.2	-4.2	15.76
9.65	8.20	4.20	2.75	-4.2	-4.2	-4.2	15.70

Observar que para $c = 9.65$ cm., el signo de $P'u$ es positivo, es el más cercano a cero, por lo tanto $a = 8.12$ cm. es un valor aceptable.

Tomando momentos con respecto al centroide plástico (fig. 5.2c), se tiene:

$$M'o = 0.85f'cab(h/2-a/2) + A_s1fs1(h/2-d1) + A_s2fs2(h/2-d2) - A_s3fs3(d3-h/2) + A_s4fs4(d4-h/2) + A_s5fs5(d5-h/2)$$

Observar que se restó el momento que produce el nivel 3, porque está contrario a todos los momentos producidos por los otros niveles. (Ver fig. 5.2c y tomar en cuenta que la fuerza del nivel 3 está en tensión).

$$M'o = 0.85 \times 0.210 \times 8.20 \times 50(25 - 4.10) + 9.03 \times 4.2(25 - 3) + 10.14 \times 2.75(25 - 14) - 10.14 \times 4.2(25 - 25) + 10.14 \times 4.2(36 - 25) + 10.14 \times 4.2(47 - 25)$$

$$M'o = 4076.07 \text{ Ton-cm.} = 40.76 \text{ Ton-cm.}$$

4. FALLA POR TENSION ($a < a_b = 23.64$)

Suponiendo un valor arbitrario, $a = 17$ cm., encontrar: $P'u = P't$ & $M'u = M't$

$c = 17 / 0.85 = 20$ cm., del diagrama de deformaciones se tiene: (fig. 5.2a)

$$\epsilon_{s1} = 0.003(c-d1)/c = 0.003(20-3)/20 = 2.55 \cdot 10^{-3} > \epsilon_y$$

$$f_{s1} = f_y = 4.2 \text{ Ton/cm}^2$$

$$\epsilon_{s2} = 0.003(c-d2)/c = 0.003(20-14)/20 = 9 \cdot 10^{-4} < \epsilon_y$$

$$f_{s2} = \epsilon_{s2} E_s = 9 \cdot 10^{-4} \times 2.03 \cdot 10^3 = 1.83 \text{ Ton/cm}^2$$

$$\epsilon_{s3} = 0.003(d3-c)/c = 0.003(25-20)/20 = 7.5 \cdot 10^{-4} < \epsilon_y$$

$$f_{s3} = \epsilon_{s3} E_s = 7.5 \cdot 10^{-4} \times 2.03 \cdot 10^3 = 1.52 \text{ Ton/cm}^2$$

$$\epsilon_{s4} = 0.003(d4-c)/c = 0.003(36-20)/20 = 2.4 \cdot 10^{-3} > \epsilon_y$$

$$f_{s4} = f_y = 4.2 \text{ Ton/cm}^2$$

$$\epsilon_{s5} = 0.003(d5-c)/c = 0.003(47-20)/20 = 4.05 \cdot 10^{-3} > \epsilon_y$$

$$f_{s5} = f_y = 4.2 \text{ Ton/cm}^2$$

Del diagrama de fuerzas, (fig 5.2c), se tiene:

$$P't = 0.85 f'_{cab} + A_{s1} f_{s1} + A_{s2} f_{s2} + A_{s3} f_{s3} - A_{s4} f_{s4} - A_{s5} f_{s5} \quad (A_{s1} = A_{s5})$$

$$P't = 0.85(0.210)(17)(50) + 10.14(1.82) + 10.14(1.52) - 10.14(4.2)$$

$$P't = 143.10 \text{ Ton.}$$

Tomando momentos con respecto al C.P. se tiene:

$$M't = 0.85 f'_{cab} (h/2 - a/2) + A_{s1} f_{s1} (h/2 - d1) + A_{s2} f_{s2} (h/2 - d2) + A_{s3} f_{s3} (d3 - h/2) + A_{s4} f_{s4} (d4 - h/2) + A_{s5} f_{s5} (d5 - h/2)$$

$$M't = 0.85 \times 0.210 \times 17 \times 50 (25 - 8.5) + 9.03 \times 4.2 (25 - 3) + 10.14 \times 1.83 (25 - 14) + 10.14 \times 1.52 (25 - 25) + 10.14 \times 4.2 (36 - 25) + 9.03 \times 4.2 (47 - 25)$$

$$M't = 48.45 \text{ Ton-m.}$$

5. FALLA POR COMPRESION ($a > a_b = 34 \text{ cm.}$)

Suponiendo un valor arbitrario $a = 34 \text{ cm.}$, encontrar

$$P'u = P'c \quad \& \quad M'u = M'c$$

Procediendo como en la falla por tensión, $c=34/0.85=40\text{cm.}$, y los siguientes resultados:

$$f_{s1} = 4.2 \text{ Ton/cm}^2 \quad F_1 = A_{s1} f_{s1} = 9.03 \times 4.2 = 37.93 \text{ Ton (compresión)}$$

$$f_{s2} = 3.58 \text{ Ton/cm}^2 \quad F_2 = A_{s2} f_{s2} = 10.14 \times 3.58 = 36.32 \text{ Ton (compresión)}$$

$$f_{s3} = 1.61 \text{ Ton/cm}^2 \quad F_3 = A_{s3} f_{s3} = 10.14 \times 1.61 = 16.32 \text{ Ton (Compresión)}$$

$$f_{s4} = 0.35 \text{ Ton/cm}^2 \quad F_4 = A_{s4} f_{s4} = 10.14 \times 0.35 = 3.63 \text{ Ton (compresión)}$$

$$f_{s5} = 2.33 \text{ Ton/cm}^2 \quad F_5 = A_{s5} f_{s5} = 9.03 \times 2.33 = 21.03 \text{ Ton (tensión)}$$

$$P'c = 0.85(0.210)(34)(50) + 37.93 + 36.32 + 16.32 + 3.63 - 21.03$$

$$P'c = 376.62 \text{ Ton.}$$

$$M'c = 0.85 f'c ab (h/2 - a/2) + F_1 (h/2 - d_1) + F_2 (h/2 - d_2) + F_3 (h/2 - d_3) - F_4 (d_4 - h/2) + F_5 (d_5 - h/2)$$

$$M'c = 0.85 \times 0.21 \times 34 \times 50 (25 - 17) + 37.93 (25 - 3) + 36.32 (25 - 14) + 16.32 (25 - 25) - 3.63 (36 - 25) + 21.03 (47 - 25)$$

$$M'c = 40.84 \text{ Ton-m.}$$

RESUMEN:

1. $P'o = 649.86 \text{ Ton}$ $M'u = 0$ CARGA AXIAL PURA
2. $P'b = 229.60 \text{ Ton}$ $M'b = 49.86 \text{ Ton-m}$ FALLA BALANCEADA
3. $P'u = 0$ $M'o = 40.76 \text{ Ton-m}$ FLEXION PURA
4. $P't = 143.10 \text{ Ton}$ $M't = 48.45 \text{ Ton-m}$ FALLA POR TENSION
5. $P'c = 376.62 \text{ Ton}$ $M'c = 40.84 \text{ Ton-m}$ FALLA POR COMPRESION

El diagrama de interacción se debe construir, como se indica en el capítulo IV, para carga axial entre $0.1 f'c Ag$ o $\phi P'b$ (el menor valor de los dos) y cero; el código permite aumentar ϕ linealmente de 0.70 hasta 0.90.

$$0.1 f'c Ag = 0.1(0.210)(2500) = 52.5 \text{ Ton}$$

$$\phi P'b = 0.75(229.6) = 172.2 \text{ Ton.}$$

El diagrama de interacción se indica en la fig. 5.3

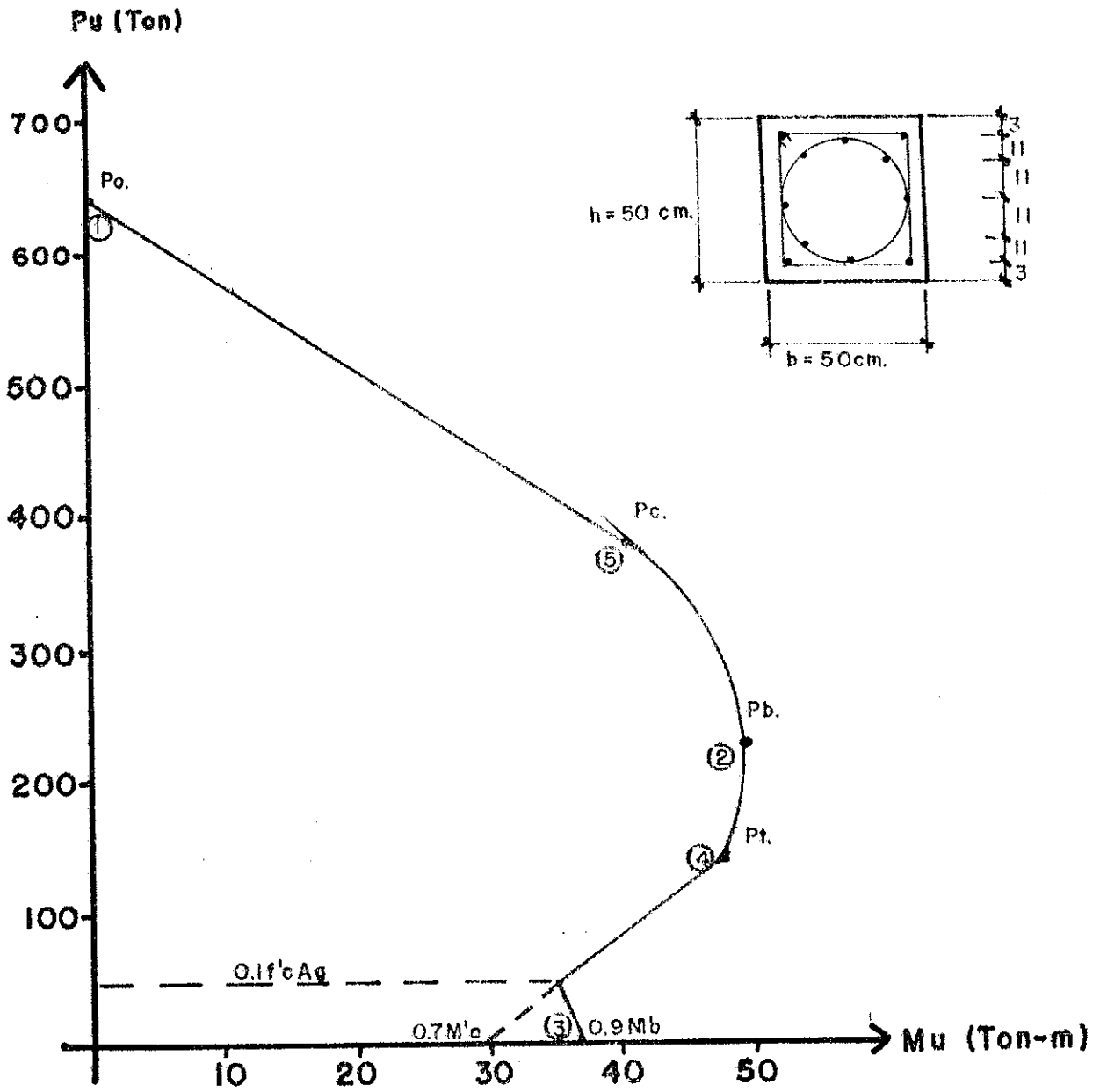


FIGURA 7.3

DIAGRAMA DE INTERACCION DEL EJEMPLD ILUSTRATIVO

CONCLUSIONES

-Los gráficos del Anexo A para el diseño del núcleo de la columna son prácticos y dan resultados aceptables del acero longitudinal cuando se considera que $f'c \leq 281 \text{ kg/cm}^2$ & $f_y \leq 4,200 \text{ kg/cm}^2$.

- El zuncho para confinamiento de columnas proporciona mayor ductibilidad, absorbiendo la energía que produce un sismo.

-Las combinación de una columna cuadrada con una circular, provee una mayor resistencia a los esfuerzos de carga aplicados a ella.

-El acero de bordes evitará el agrietamiento en las esquinas de la columna cuadrada con refuerzo circular longitudinal.

-Con esta combinación se obtiene economía en la formaleta, pero la inversión en acero es mayor.

RECOMENDACIONES

-Investigar más a fondo el uso del refuerzo por encima de lo que propone el ACI, para el refuerzo transversal.

-Divulgar este tipo de diseño en la Cámara Guatemalteca de la Construcción y tratar de implantarlo en los reglamentos municipales, sección edificios; a efecto de reducir el riesgo del colapso de la estructura al momento de un sismo.

-Debido a que Guatemala es una zona sísmica, este diseño representa una opción ventajosa para sustituir al tipo de columnas tradicionales que actualmente se construyen en el medio.

BIBLIOGRAFIA

1. *AMERICAN CONCRETE INSTITUTE.* *Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-89) and comentaries. Reported by ACI committe 318. 1a. impresión, 1989. 576 pags.*
2. *PARK, R. Y PAULAY, T* *Estructuras de concreto reforzado. Editorial Limusa. México, D.F. 1980.*
3. *SIC GARCIA, Angel* *Guia teorica y practica del curso de concreto armado 2. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Fac. de Ingeniería, USAC. Guatemala 1988. 326 pags.*
4. *BROLO FELTRIN, Ricardo* *Comparación del diseño por flexocompresión entre la columna normal y el núcleo confinado. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Fac. de Ingeniería, USAC. Guatemala 1978. 50 pags.*
5. *NAWY, Edward G.* *Concreto reforzado, un enfoque básico. Editorial Prentice-Hall Hispanoamericana, S. A., México, 1988. 743 pags.*

ANEXOS

A. DIAGRAMAS DE INTERACCION

$\gamma = 0.6$

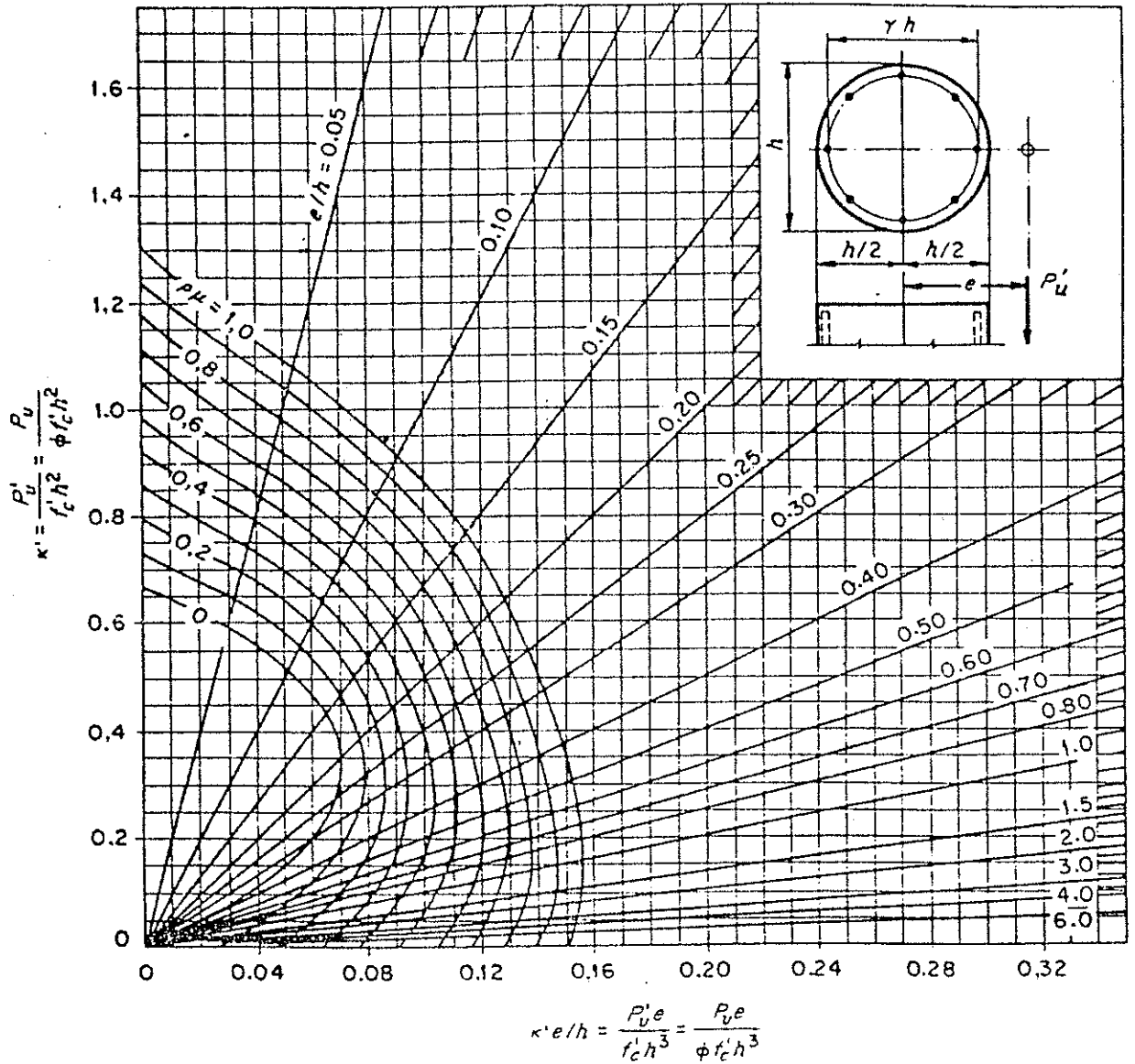
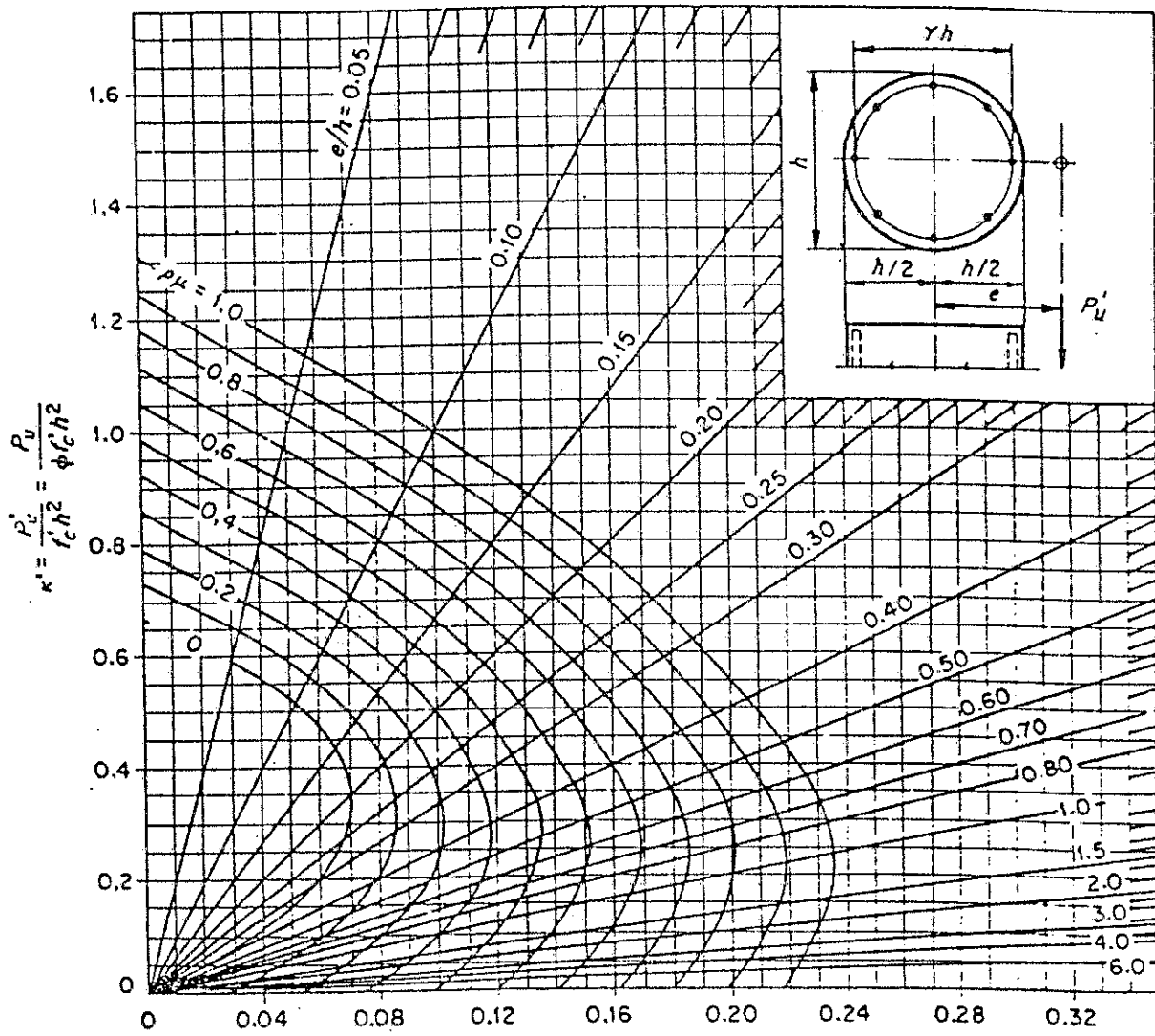


GRAFICO A-1
 DIAGRAMA DE INTERACCION PARA COLUMNA CIRCULAR
 $f'_c = 281 \text{ Kg/cm}^2$ & $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 Biblioteca Central

$\gamma=0.9$



$$\kappa^3 e/h = \frac{P'_u e}{f'_c h^3} = \frac{P_u e}{\phi f'_c h^3}$$

GRAFICO A-4
 DIAGRAMA DE INTERACCION PARA COLUMNA CIRCULAR
 $f'_c \leq 281 \text{ Kg/cm}^2$ & $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$